

複数回連続で地震を受ける 耐震補強された鋼製橋脚の耐震性能に関する解析的研究

An analytical study on seismic performance of the seismic retrofitted steel bridge piers
in the case of multiple sequential earthquakes

飯田 智仁[†], 鈴木 森晶^{††}

Tomohito Iida, Moriaki Suzuki

Abstract Steel bridge piers are used for the expressway or railroad viaducts in the city area. Once infrastructure had been a chain structure which if they are damaged the whole bridge will be influenced.

Earthquake motions, where principal motion last for a long time, long-period earthquake ground motion that occur multiple sequential earthquakes have caused damage. I am not considered about these earthquake external force in the current earthquake-resistant design standard and it has not been examined.

In this study, I set to target the seismic retrofitted steel bridge piers and the steel bridge piers designed by a current standard. The evaluate the earthquake proofing performance of the steel bridge piers the case of multiple sequential earthquakes by the dynamic analysis.

1. 序論

鋼製橋脚は、市街地の高速道路や鉄道などの公共構造物に多用されており、これらの公共構造物は直列結合した構造物であるため一部の鋼製橋脚が損傷を受けると構造物全体の機能に影響を及ぼす。

高速道路は、地震発生後に被害を受けた地域への支援物資の搬入や救命救助などを行う、緊急輸送道路として位置づけられている。地震後の構造物の機能確保は、迅速な復旧活動を行う上で極めて重要である。また、高速道路の機能不全は、経済活動にも大きな影響を与え結果的に被災地の復興の遅れにも繋がる。

1995年(平成7年)に発生した兵庫県南部地震において、鋼製橋脚に甚大な被害が生じた。これを受け、新設の鋼製橋脚の耐震性能向上に加え、既存の鋼製橋脚に対する補強方法に関する研究が行われてきた^{1)~7)}。その結果を反映し、1996年(平成8年)に改訂された道路橋示方書の、鋼製橋脚の耐震設計基準において、新たにレベル2地震動タイプ2が規定され、従来よりも強震動が約2倍に設定された⁸⁾。

その後、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震は、数分間主要動が続く地震動であった(図-1)。また遠隔地では、長周期地震動が観測され、大きな社会問題となった。

さらに2016年4月に発生した熊本地震では、震度7クラスの強震動が、ごく短期間に複数回観測された。図-2を見ると、震度7は2回、震度6は5回発生していることがわかる。震度7クラスの強震動が複数回連続で発生することは予想していなかった事態である⁹⁾。

以上に示したように近年主要動が長時間続く地震動、長周期地震動および複数回連続で発生する強震動による被害が報告されている。しかしながら、現行の耐震設計基準においてはこれらの地震外力について考慮されておらず、十分な検討が行われていない。

本研究室では、これまでに実物に近いサイズの鋼製橋脚モデルを用いて、実験的研究を行ってきた。地震時の慣性力を静的に与える、基礎的な静的繰り返し載荷実験を始めとし、解析的に求めた鋼製橋脚の応答変位を、逐次供試体に与えるハイブリッド地震応答実験などの耐震性能を向上させるための実験を行ってきた¹⁰⁾。また最近では、地震により損傷した鋼製橋脚の補修方法の検討に力を入れてきた¹²⁾¹³⁾。直近では、現行の設計基準を満たすように補強した鋼製橋脚(1996年(平成8年)の道

[†] 愛知工業大学大学院工学研究科 (豊田市)

^{††} 愛知工業大学工学部土木工学科 (豊田市)

路橋示方書に基づき設計された) に対し, 繰り返し载荷実験を行い, その耐震性能などを明らかにしてきた。

しかし, 先に述べたような強い揺れが長時間続く強震動および長周期地震動, さらに複数回連続で地震を受けた場合の検討は行われておらず, 現行の設計基準が, これらの地震外力に対応しているかどうかの検討が急がれている。

そこで本研究では, 1974 年(昭和 49 年)に竣工し, 1996 年(平成 8 年)の道路橋示方書の基準を満たすように耐震補強された鋼製橋脚および 2002 年(平成 14 年)の道路橋示方書の基準により設計された鋼製橋脚を対象とし, 複数回連続で地震が発生することを想定した動的解析を行う。

複数回連続で地震力を受けた場合の, 鋼製橋脚の最大応答変位および残留変位に着目し, 道路橋示方書に定められている許容残留変位および本研究室で定めた損傷レベルを指標として複数回連続で地震を受けた鋼製橋脚の耐震性能の評価を行う¹³⁾。

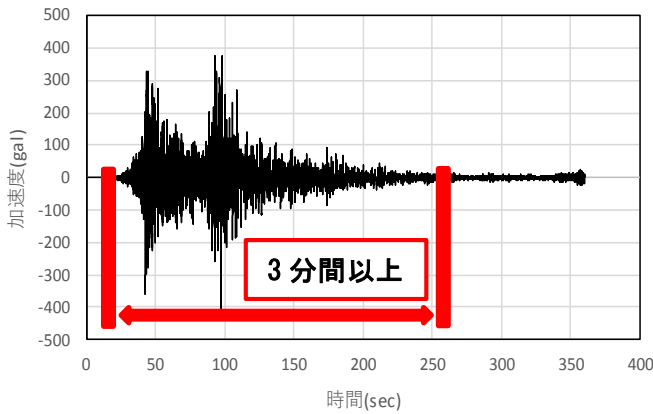


図-1 東北地方太平洋沖地震加速度波形

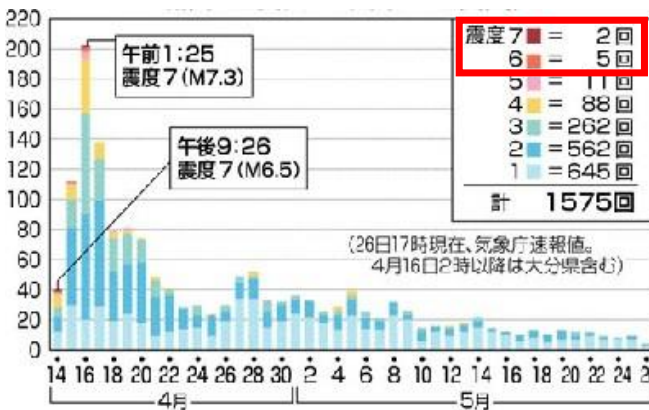


図-2 熊本地震発生回数

2. 解析概要

2.1 対象橋脚

本研究では, 高速道路や鉄道およびの高架橋に多用されている単柱式矩形断面鋼製橋脚を対象とする。

1974 年(昭和 49 年)に竣工した矩形断面鋼製橋脚を, 1996 年(平成 8 年)の道路橋示方書の基準を満たすよう耐震補強した矩形断面鋼製橋脚を H8 モデル(図-3)および 2002 年(平成 14 年)の道路橋示方書の基準を満たす矩形断面鋼製橋脚を H14 モデル(図-4)とする¹⁴⁾。

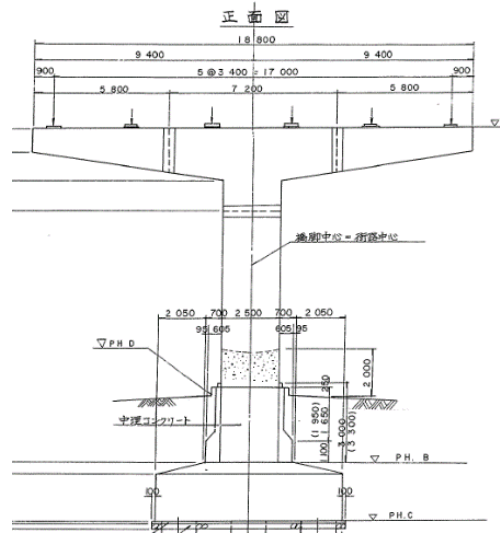


図-3 矩形断面鋼製橋脚 (H8 モデル)

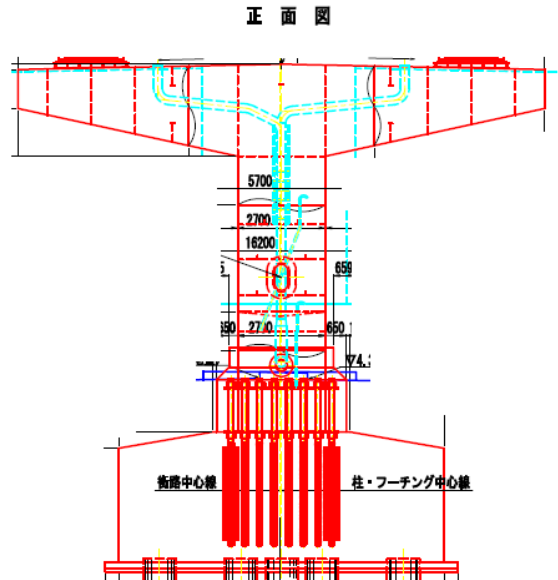


図-4 矩形断面鋼製橋脚 (H14 モデル)

表-1 モデル諸元

| モデル名 | H8 | | | H14 | | |
|-----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | はり要素 (B31) | | シェル要素 (S4R) | はり要素 (B31) | | シェル要素 (S4R) |
| 断面形状 | 無補強部 | 補強部 | コンクリート充填部 | - | - | コンクリート充填部 |
| 鋼種 | SM490 | | | SM570 | | |
| 橋脚高さ H(mm) | 14000 | | | | | |
| 上部工重量 M(N) | 9.01×10^6 | 9.52×10^6 | 9.80×10^6 | 33.32×10^6 | 34.99×10^6 | 35.99×10^6 |
| 降伏応力 σ_y (MPa) | 355 | | | 450 | | |
| ヤング率 E(GPa) | 200 | | | | | |
| ポアソン比 ν | 0.3 | | | | | |
| フランジ板幅 b_f (mm) | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 |
| フランジ板厚 t_f (mm) | 25.5 | 31.5 | 32.0 | 120 | 120 | 94.0 |
| ウェブ板幅 b_w (mm) | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 | 2000 |
| ウェブ板厚 t_w (mm) | 25.5 | 25.5 | 27.0 | 120 | 120 | 94.0 |
| 補剛材幅 b_s (mm) | - | - | 200 | - | - | 200 |
| 補剛材板厚 t_s (mm) | - | - | 27.0 | - | - | 94.0 |

2・2 解析モデル

有限要素解析プログラム「Abaqus/ver.6.14」を用いて動的解析を行う¹⁵⁾。図-5 にモデルの概要を表-1 にモデルの諸元を示す。

解析モデルは、鋼製橋脚の基部からコンクリート充填高さまでをシェル要素 (S4R) によってモデル化を行う。それより上部は、はり要素 (B31) とし、はり部の断面については図-3、4 の参考橋脚の補剛箱型断面と等価な無補剛箱型断面としてモデル化した。コンクリート充填部においては、コンクリートを鋼材に換算してモデル化を行った。上部工重量を変更することで地盤種の区別を行った。

解析モデルの材料特性に関しては、道路橋示方書に示されている公称値を使用する。モデルの材料構成則に関しては、ひずみ硬化型バイリニアモデルの応力-ひずみ関係を用いる。ひずみ硬化則は等方硬化則を適用させた。また、二次剛性は $E/100$ と設定した。(図-6)

2・3 荷重条件・境界条件

荷重条件は、はり要素頂部に上部工重量として、Mass 要素を作成し、その Mass 要素に対し、重力加速度および、地震動による加速度を慣性力として作用させる。力の作用方向は、鉛直方向 1 成分と、水平方向 1 成分として検討を行う。境界条件は、シェル要素下端部を、並進、回転方向の 6 自由度を拘束した。シェル部とはり部の拘束には MPC(Multi Point Constraint)拘束を使用し、はり部の最下部とシェル部の最上部を拘束した。

2・4 入力地震動

本解析で使用する地震波形は、道路橋示方書に示されている道路橋の耐震設計における動的解析に用いる加速度波形のレベル 2 地震動 (タイプ II) の I 種地盤、II 種

地盤、III 種地盤を用いる。表-2 に解析に使用する入力地震動を示す。図-7 に入力地震動の I 種地盤の加速度波形を示す。

地震動的解析を行った際に、応答変位が正または負の方向へ傾いた結果となることが多い。本解析は、3 連続の地震動を入力した場合において安全側の評価を行うため、応答変位が大きくなるように地震動の組み合わせた値とする。そのため、入力する地震動は、I 種地盤の場合、I-1 から I-3 の正負を入れ替え、対となる地震動 I-1R から I-3R の合計 6 波から 3 波使用する。II 種地盤、III 種地盤も同様に 6 波ずつ、計 18 波から 3 波ずつ使用する。

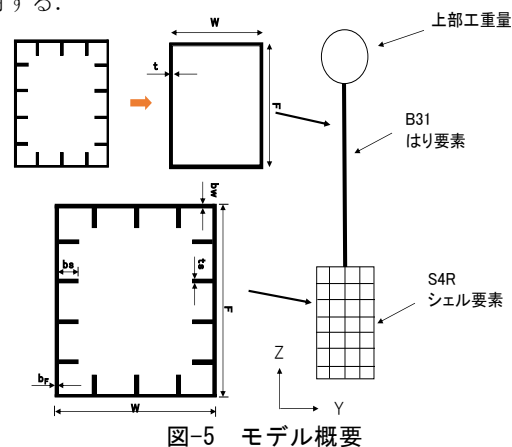


図-5 モデル概要

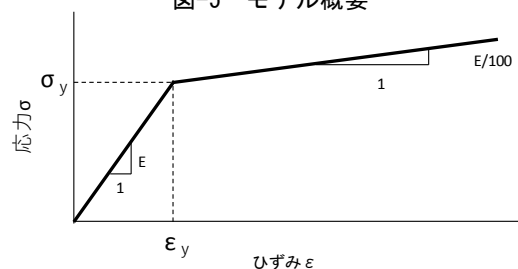


図-6 材料構成則

表-2 入力地震動 : (平成 7 年兵庫県南部地震)

| 地盤種 | 記録場所及び成分 | 呼び名 | 対となる波形 |
|---------|------------------------|-------|--------|
| I 種地盤 | 神戸海洋気象台地盤上 NS 成分 | I-1 | I-1R |
| | 神戸海洋気象台地盤上 EW 成分 | I-2 | I-2R |
| | 猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分 | I-3 | I-3R |
| II 種地盤 | JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 | II-1 | II-1R |
| | JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分 | II-2 | II-2R |
| | 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分 | II-3 | II-3R |
| III 種地盤 | 東神戸大橋周辺地盤上 NS 成分 | III-1 | III-1R |
| | ポートアイランド内地盤上 NS 成分 | III-2 | III-2R |
| | ポートアイランド内地盤上 EW 成分 | III-3 | III-3R |

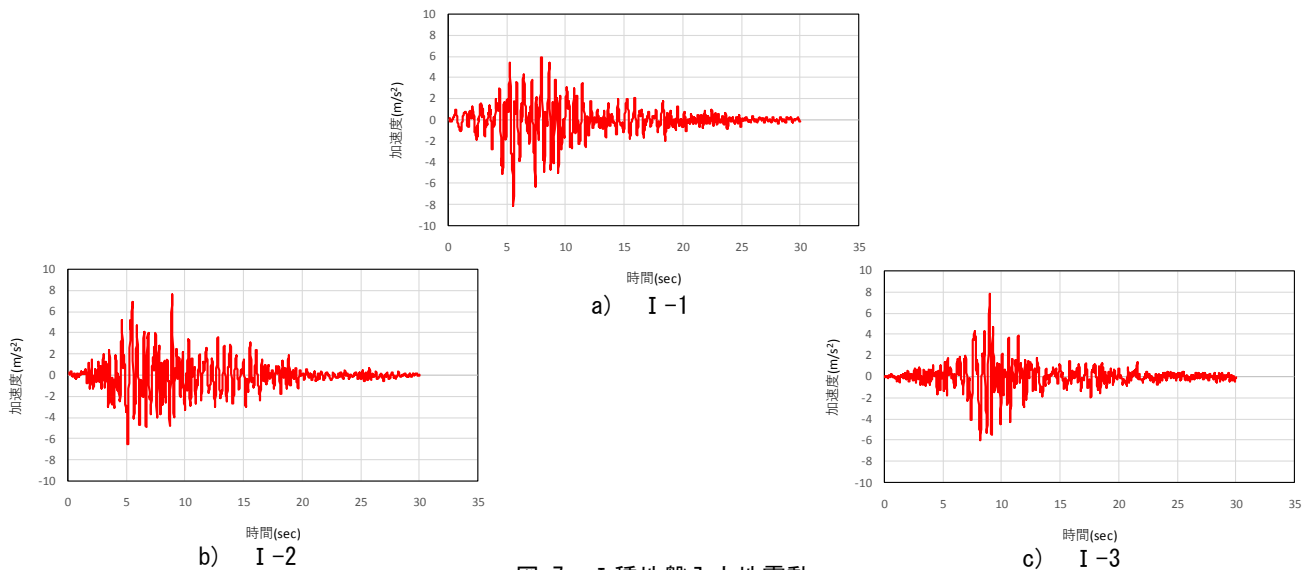


図-7 I 種地盤入力地震動

2・5 応答変位の取り扱い

本解析では, 3 波連続で地震が発生することを想定した動的解析を行う. ここで扱う連続で発生する地震は, 補修・補強が行われる前に, ごく僅かな期間を空け地震が発生した想定で行う.

3 波連続で発生する地震は, 1 波目を W1, 2 波目を W2, 3 波目を W3 とする.

最大応答変位および残留変位の算出方法は, 3 波平均を用いて算出する. 使用する値は入力地震動が対となる I-1 と I-1R, I-2 と I-2R, I-3 と I-3R, を入力地震動ごとに比べ, 残留変位が大きい方の値を選択する. これを W1, から W3 まで行う.

3. 解析結果

表-3, 4 に I 種地盤から III 種地盤の最大応答変位と残留変位を示す. 6 波の内黄色で示している数値が, 3 波平均に使用した値である. 3 連続の地震動を入力した場合において安全側の評価を行うため, 残留変位が大きくなるように地震動の組み合わせとした値としている. そのため, 対となる地震動で, 最大応答値が大きい地震動, 残留変

位が大きい地震動に分かれている場合においては, 本研究では, 残留変位が大きい地震動の値を, 3 波平均の値として使用する.

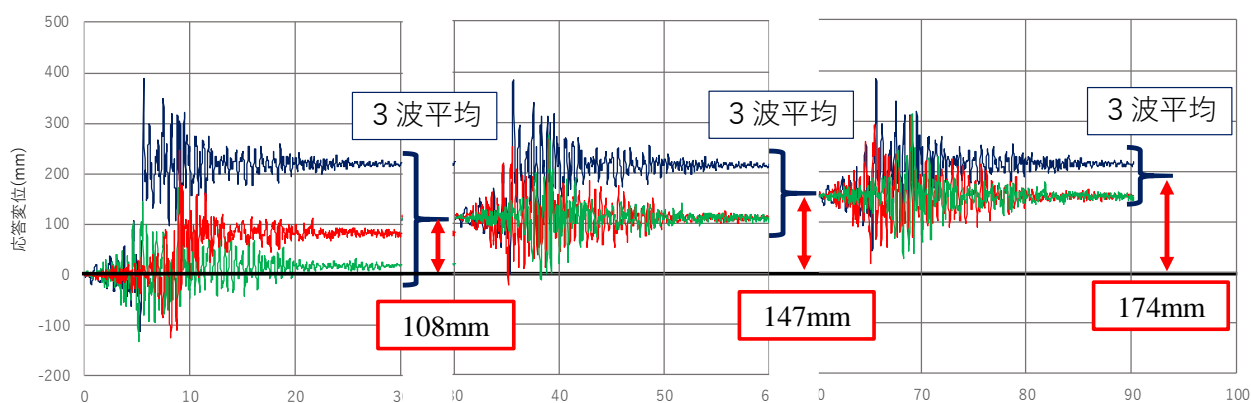
3・1 時刻歴応答変位

図-8 に I 種地盤における H8 モデルおよび H14 モデルの W1, W2, W3 における 3 波平均に使用した時刻歴応答波形を示す. 縦軸を応答変位とし横軸を時間とする. 表-3 に解析結果の最大応答変位を表-4 に解析結果の残留変位を示す.

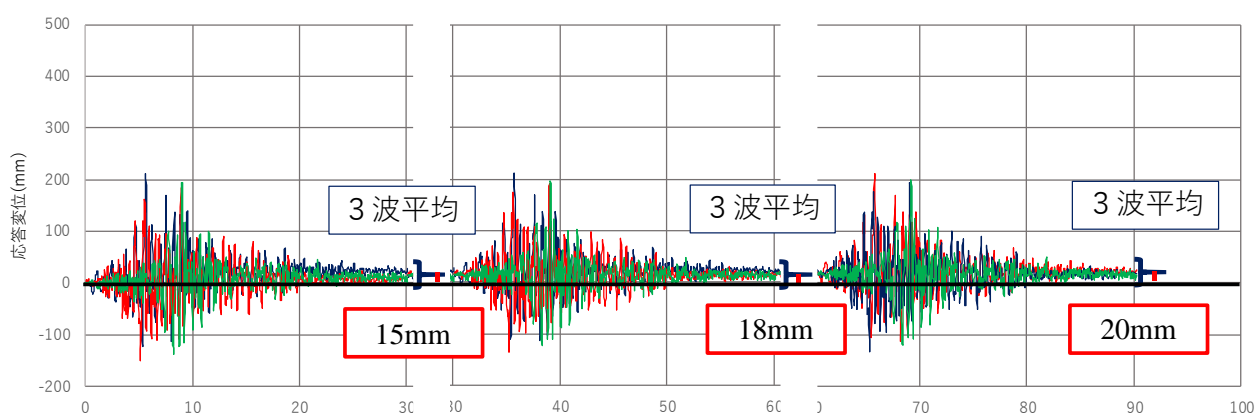
W1, W2, W3 における最大応答変位および残留変位は, 表-3, 4 の W1, W2, W3 におけるマ-カのしてある部分の値を 3 波平均したものである. 値の選択は, 正負を入れ替え対となっている地震動のうち大きい値を選択している.

H8 モデルに関して最大応答変位は, W1 が 281mm, W2 が 309mm, W3 が 336mm となった. 残留変位は, W1 が 108mm, W2 が 147mm, W3 が 174mm となった. H14 モデルに関して最大応答変位は, W1 が 198mm, W2 が 200mm, W3 が 206mm となった. 残留変位は, W1 が 16mm, W2 が 18mm, W3 が 20mm となった.

全体の波形を見ると, W1 の地震による残留変位が, W2, W3 の応答変位に大きな影響を与えていることが分かる.



a) H8モデル (I種地盤)



b) H14モデル (I種地盤)

図-8 I種地盤-3波連続時刻歴応答変位

表-3 最大応答変位

| 波形名称 | H8モデル最大応答変位 (mm) | | | | | | | H14モデル最大応答変位 (mm) | | | | | | |
|------|------------------|--------|-------|--------|-------|--------|------|-------------------|--------|-------|--------|-------|--------|------|
| | I-1 | I-1R | I-2 | I-2R | I-3 | I-3R | 3波平均 | I-1 | I-1R | I-2 | I-2R | I-3 | I-3R | 3波平均 |
| W1 | 110 | 386 | 211 | 132 | 246 | 125 | 281 | 124 | 212 | 186 | 149 | 195 | 138 | 198 |
| W2 | 211 | 384 | 270 | 244 | 274 | 234 | 309 | 138 | 212 | 192 | 163 | 197 | 152 | 200 |
| W3 | 262 | 385 | 310 | 284 | 313 | 274 | 336 | 141 | 212 | 203 | 166 | 203 | 155 | 206 |
| 波形名称 | II-1 | II-1R | II-2 | II-2R | II-3 | II-3R | 3波平均 | II-1 | II-1R | II-2 | II-2R | II-3 | II-3R | 3波平均 |
| W1 | 160 | 131 | 147 | 149 | 229 | 119 | 180 | 170 | 147 | 161 | 165 | 189 | 134 | 175 |
| W2 | 178 | 156 | 169 | 173 | 208 | 144 | 186 | 171 | 149 | 163 | 167 | 189 | 135 | 176 |
| W3 | 185 | 163 | 177 | 181 | 208 | 151 | 191 | 171 | 149 | 163 | 167 | 189 | 136 | 176 |
| 波形名称 | III-1 | III-1R | III-2 | III-2R | III-3 | III-3R | 3波平均 | III-1 | III-1R | III-2 | III-2R | III-3 | III-3R | 3波平均 |
| W1 | 103 | 133 | 107 | 125 | 141 | 77 | 127 | 117 | 149 | 121 | 140 | 156 | 89 | 142 |
| W2 | 104 | 133 | 108 | 125 | 141 | 78 | 127 | 117 | 149 | 121 | 140 | 156 | 89 | 142 |
| W3 | 104 | 133 | 108 | 125 | 141 | 78 | 127 | 117 | 149 | 121 | 140 | 156 | 89 | 142 |

表-4 残留変位

| 波形 名称 | H8 モデル残留変位 (mm) | | | | | | | H14 モデル残留変位 (mm) | | | | | | |
|----------|-----------------|--------|-------|--------|-------|--------|----------|------------------|--------|-------|--------|-------|--------|----------|
| | I-1 | I-1R | I-2 | I-2R | I-3 | I-3R | 3波 平均 | I-1 | I-1R | I-2 | I-2R | I-3 | I-3R | 3波 平均 |
| W1 | -223 | 223 | 19 | -19 | 82 | -82 | 108 | -27 | 27 | 9 | -9 | 10 | -10 | 15 |
| W2 | -36 | 218 | 113 | 62 | 109 | 49 | 147 | -26 | 27 | 16 | 2 | 12 | 0 | 18 |
| W3 | 28 | 219 | 153 | 106 | 149 | 95 | 174 | -24 | 27 | 19 | 4 | 15 | 2 | 20 |
| 波形 名称 | II-1 | II-1R | II-2 | II-2R | II-3 | II-3R | 3波 平均 | II-1 | II-1R | II-2 | II-2R | II-3 | II-3R | 3波 平均 |
| W1 | 11 | -11 | -3 | 3 | 68 | -68 | 27 | 2 | -2 | -1 | 1 | 10 | -10 | 4 |
| W2 | 28 | 20 | 25 | 27 | 49 | -26 | 35 | 3 | 0 | 1 | 2 | 9 | -8 | 5 |
| W3 | 36 | 30 | 33 | 35 | 48 | -13 | 40 | 3 | 1 | 2 | 3 | 9 | -7 | 5 |
| 波形 名称 | III-1 | III-1R | III-2 | III-2R | III-3 | III-3R | 3波 平均 | III-1 | III-1R | III-2 | III-2R | III-3 | III-3R | 3波 平均 |
| W1 | -2 | 2 | 1 | -1 | 3 | -3 | 2 | -2 | 2 | 1 | -1 | 1 | -1 | 1 |
| W2 | -2 | 2 | 1 | 0 | 3 | -3 | 2 | -2 | 2 | 1 | -1 | 1 | -1 | 1 |
| W3 | -2 | 2 | 1 | 0 | 3 | -3 | 2 | -2 | 2 | 1 | -1 | 1 | -1 | 1 |

3・2 W1・W2・W3における最大応答変位

複数回連続で地震動が発生した場合における最大応答変位の3波平均の結果を図-9示す。

I種地盤におけるH8モデルの最大応答変位は、W1からW3まで順に281mm, 309mm, 336mmとなった。最大応答変位の増加量は16%であった。また、増加量に関して、地震の回数が増えるごとに徐々に減少している。この増加量の減少はモデル基部に座屈損傷が生じ、固有周期が変化したためと考える。

H14モデルの最大応答変位は、W1からW3まで順に198mm, 200mm, 206mmとなった。増加量は、4%であった。H14モデルはH8モデルに比べ非常に値の変動が小さい。

II種地盤におけるH8モデルの最大応答変位は、W1からW3まで順に180mm, 186mm, 191mmとなった。最大応答変位の増加量は6%であった。H14モデルの最大応答変位は、W1からW3まで順に175mm, 176mm, 176mmとなった。増加量は、1%であった。I種地盤とは異なり、H8モデルとH14モデルの値の差が小さいことが分かる。

III種地盤におけるH8モデルの最大応答変位は、W1からW3まですべて127mmとなった。H14モデルの最大応答変位は、W1からW3まですべて142mmとなった。他の地盤種とは、異なり、最大応答値が、H8モデルよりも、H14モデルが大きな値となった。

3・3 W1・W2・W3における残留変位

複数回連続で地震動が発生した場合における3波平均により算出した残留変位を図-10に位を示す。縦軸に残留変位を横軸に地震の回数を示す。

a) I種地盤

H8モデルの3波平均は、W1が108mm, W2が147mm, W3が174mmとなった。増加量としては、W1からW2が39mm増加し、W2からW3が27mm増加した。増加量は、徐々に減少している。また、W1においては、23%程度の余裕度があり許容値内となっているが、W2においては、5%許容値を越え、W3においては、24%許容値を越える結果となった。

H14モデルでは、W1の残留変位が15mm, W2が18mm, W3が20mmとなった。増加量としては、W1からW2が3mm増加し、W2からW3が2mm増加した。H14モデルはH8モデルに比べ非常に小さい値となった。

b) II種地盤

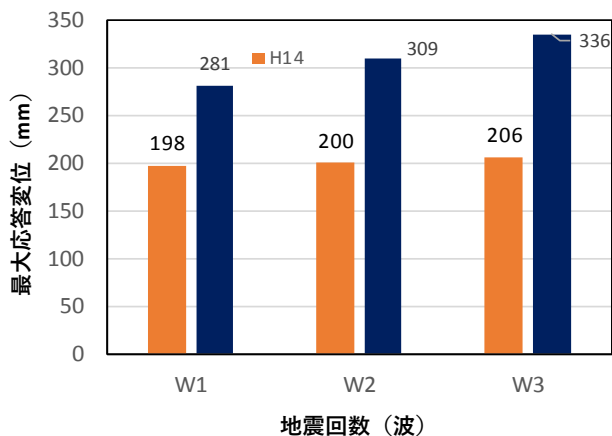
H8モデルの3波平均は、W1が27mm, W2が35mm, W3が40mmとなった。増加量としては、W1からW2が8mm増加し、W2からW3が5mm増加した。増加量は、徐々に減少している。W1からW3まですべて許容値内となっている。

H14モデルでは、W1の残留変位が4mm, W2が5mm, W3が5mmとなった。増加量としては、W1からW2が1mm増加し、W2からW3では、僅かに増加した。H14モデルとH8モデルの残留変位の差がI種地盤より、小さいことが分かる。

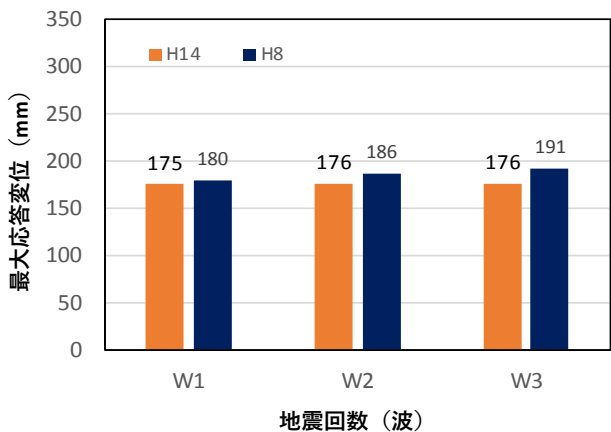
c) III種地盤

H8モデルの3波平均は、W1が2mm, W2が2mm, W3が2mmとなった。残留変位は僅に増加量した。

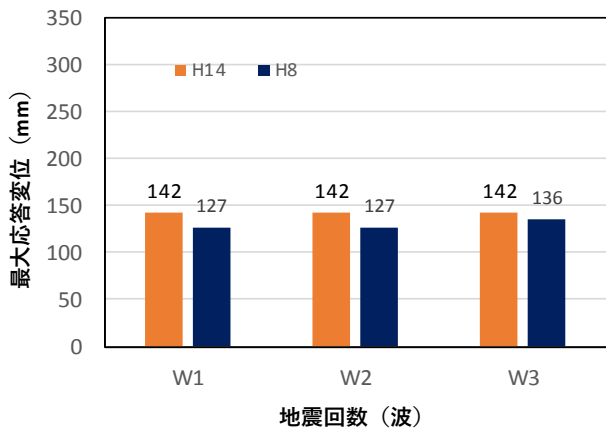
H14モデルでは、W1の残留変位が1mm, W2が1mm, W3が1mmとなった。残留変位は、H8モデル同様僅に増加量した。H14モデルとH8モデルの残留変位の差が他の種地盤に比べほとんどないことが分かる。



a) I種地盤

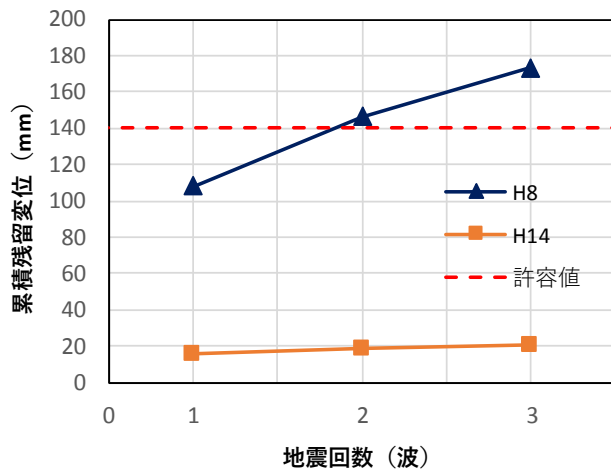


b) II種地盤

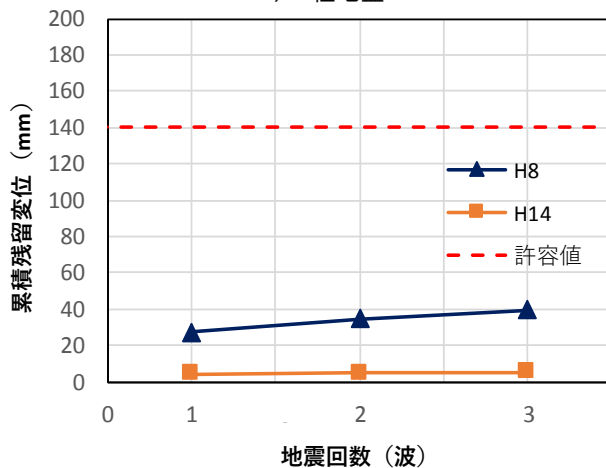


c) III種地盤

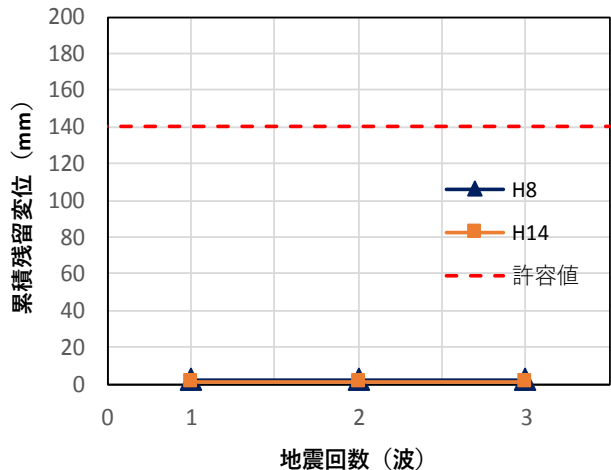
図-9 最大応答変位



a) I種地盤



b) II種地盤



c) III種地盤

図-10 累積残留変位

4. 耐震性能の検討

残留変位による検討には、道路橋示方書に示されている許容残留変位の規定および宇佐美らが提案した機能保持限界評価一覧(表-5)¹⁵⁾をもとに評価を行う。残留変位が H/1000, H/300 場合, 耐震性能 1 H/150, の場合, 耐震性能 2 H/100, H/100 以上場合, 耐震性能 3 と判定する。

そして各年度の道路橋示方書の基準により設計された鋼製橋脚が、複数回連続で地震を受けた場合においてどの程度の耐震性能有するか検討を行う。

表-5 機能保持限界評価一覧

| 耐震性能 | 記号 | 残留変位 | 状態 |
|------|----|---------|------------------|
| 1 | D | h/1000 | ほとんど損傷していない |
| | C | h/300 | 数日の補修で復旧可能 |
| 2 | B | h/150 | 最低限の機能を維持している状態 |
| 3 | A | h/100 | 崩壊していないが機能を失っている |
| | As | h/100以上 | 崩壊とみなされる |

損傷レベルによる検討では、橋脚の損傷度合を道路橋示方書と既存の研究から 4 段階に設定されたものを用いる。(図-11)降伏水平変位 δ_y の何倍であるかで、耐震性能の判定を行う。表-6 に示すように、最大応答変位 $2\delta_y$ 以下を損傷レベル 1 とし、耐震性能 1, 2~ $3\delta_y$ を損傷レベル 2 とし耐震性能 2, 3~ $4\delta_y$ を損傷レベル 3., $4\delta_y$ 以上を損傷レベル 4 とし、耐震性能 3 として判定する。

表-6 損傷レベル

| 道路橋示方書 | 嶋口らの研究 |
|--------|--|
| 耐震性能 1 | 損傷レベル 1 (最大応答変位 $2\delta_y$ 以下) |
| 耐震性能 2 | 損傷レベル 2 (最大応答変位 $2\sim 3\delta_y$ 程度) |
| 耐震性能 3 | 損傷レベル 3 (最大応答変位 $3\sim 4\delta_y$ 程度) |
| | 損傷レベル 4 (最大応答変位 $4\delta_y$ 以上) |

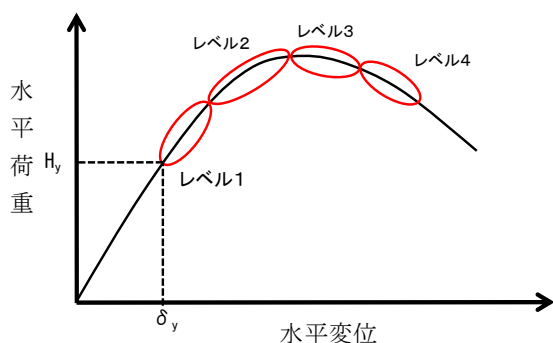


図-11 損傷レベルの設定

4・1 残留変位による検討

図-12 に各損傷状態の目安となる残留変位と H8 モデルおよび H14 モデルの 3 波平均によって算出した残留変位を示す。

a) I 種地盤

H8 モデルでは図-12 a) より、1 回目の地震による残留変位は、108mm となっており、許容残留変位 H/100 以内となっているため、耐震性能 2 を十部に満たしている。2 回目では、147mm となり許容残留変位をわずかに越えている。耐震性能の判定は、耐震性能 2 の範囲である。しかし鋼製橋脚の安全性に関しては、余裕のない状態であるといえる。3 回目では、174mm となり、許容残留変位 H/100 を越えたため崩壊したと評価する。

一方 H14 のモデルでは、1 回目の地震による残留変位は、15mm となっており、許容残留変位 H/100 である 140mm 以内となった。2 回目では 18mm, 3 回目では、20mm となり、残留変位を考慮した動的解析においても、耐震性能を十分に満たしている。このことから現行の基準により、設計された鋼製橋脚においては、複数回連続で地震が発生した場合においても、十分な耐震性能を有するといえる。

b) II 種地盤

H8 モデルでは図-12b) より、残留変位は、W1 で 27mm, W2 で 35mm, W3 で 40mm になっている、表-5 の損傷度判定により H/300 以内となっているため、耐震性能の判定は、損傷度 C で耐震性能 1 と判定した。

H14 モデルでは、W1 で 4mm, W2 で 5mm, W3 で 5mm となったため、H/1000 であるため損傷度 D で耐震性能 1 と判定した。

c) III 種地盤

H8 モデルでは図-12c) より、残留変位は、W1 で 2mm, W2 で 2mm, W3 で 2mm になっている、表-5 の損傷度判定により H/1000 であるため損傷度 D で耐震性能 1 と判定した。

H14 モデルでは、W1 で 1mm, W2 で 1mm, W3 で 1mm となったため、H/1000 であるため損傷度 D で耐震性能 1 と判定した。

残留変位による検討総括

1996 年以前の基準で設計され 1996 年の道路橋示方書の基準において、耐震補強を施された鋼製橋脚に関しては、1 回目の地震では、道路橋示方書が定めている十分な耐震性能があるといえる。2 回 3 回と地震が連続して発生した場合においては、耐震性能の余裕度が全くなく、機能確保や安全性の観点から、注意が必要な状態であると考えられる。また、今回の結果では、地盤種の違いで結果に違いが生じた。

4・2 損傷レベルによる検討

損傷レベルによる検討では、橋脚の損傷度合を道路橋示方書と既存の研究から4段階に設定されたものを用いる。図-11に損傷レベルの設定、表-6に参考とする損傷レベル判定基準を示す。図-12に各モデルの3波平均した最大応答変位をプロットし、損傷レベルの区分を示す。図は縦軸を降伏水平荷重 H_y で、横軸を降伏水平変位 δy でそれぞれ無次元化している。

a) I種地盤

H8のモデルに関して、 $\delta y=105\text{mm}$ であり、W1において3波平均による最大応答変位は、 281mm 、 δy で示すと、 $2\sim 3\delta y$ にあたるため損傷レベル2、耐震性能2であると判定する。W2、W3では、最大応答変位が 309mm 、 336mm となり、 $3\sim 4\delta y$ となり損傷レベル3、耐震性能3と判定する。W1では、道路橋示方書が定めている十分な耐震性能があるといえる。しかしW2、W3と地震が連続して発生した場合において、耐震性能を確保するために、早期の修復が必要な状態であると考える。H14のモデルに関しては、 $\delta y=124\text{mm}$ であり、すべての最大応答変位が $2\delta y$ 以下であり、損傷レベル1、耐震性能1と判定した。

b) II種地盤

H8のモデルに関して、 $\delta y=105\text{mm}$ であり、W1におけ

る3波平均による最大応答変位は、 180mm 、 δy で示すと、 $2\delta y$ 以下にあたるため損傷レベル1耐震性能1であると判定する。W2、W3では、最大応答変位が 186mm 、 190mm となり、W1同様 $2\delta y$ 以下にあたるため損傷レベル1耐震性能1であると判定する。H14のモデルに関しては、 $\delta y=124\text{mm}$ であり、すべての最大応答変位が $2\delta y$ 以下であり、損傷レベル1と判定した。

c) III種地盤

H8のモデルに関して、 $\delta y=105\text{mm}$ であり、W1、W2、W3における3波平均による最大応答変位は、 1273mm 、 δy で示すと、 $2\delta y$ 以下にあたるため損傷レベル1耐震性能1であると判定する。H14のモデルに関しては、 $\delta y=124\text{mm}$ であり、すべての最大応答変位が $2\delta y$ 以下であり、損傷レベル1と判定した。

損傷レベルによる検討総括

損傷レベルでの検討も残留変位に着目した検討と同様に耐震補強を施された鋼製橋脚に関しては、1回目の地震では、道路橋示方書が定めている十分な耐震性能があるといえる。2回3回と地震が連続して発生した場合においては、耐震性能の余裕度が全くなく、機能確保や安全性の観点から、注意が必要な状態であるといえる。

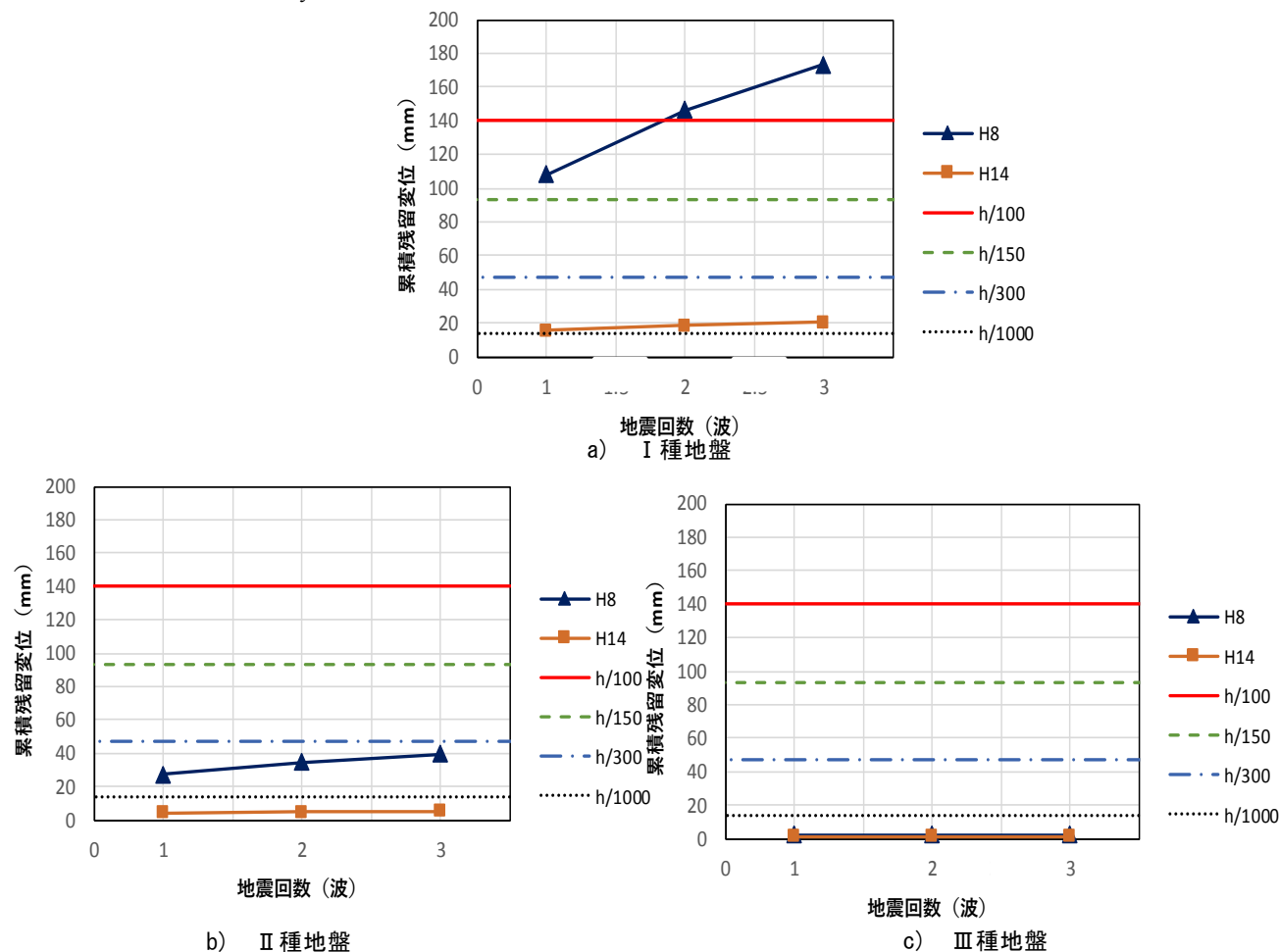
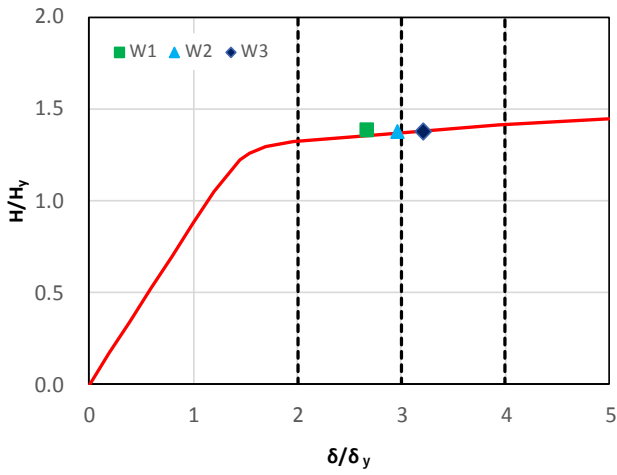
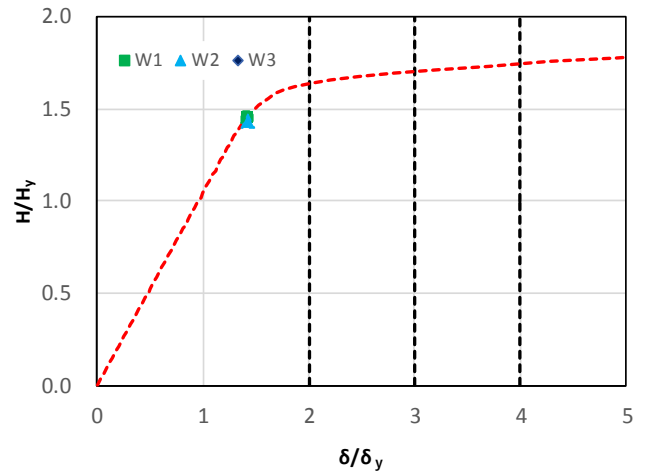


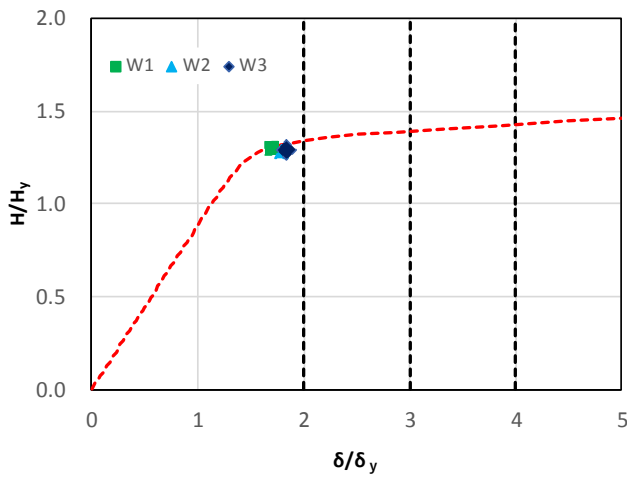
図-12 残留変位による判定



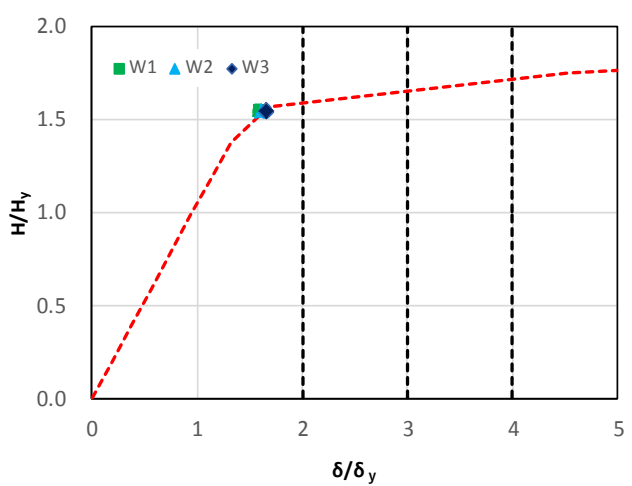
a-1) I種地盤 (H8 モデル)



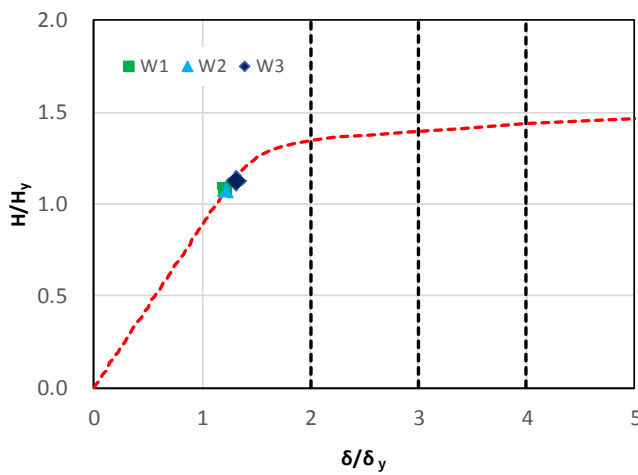
a-2) I種地盤 (H14 モデル)



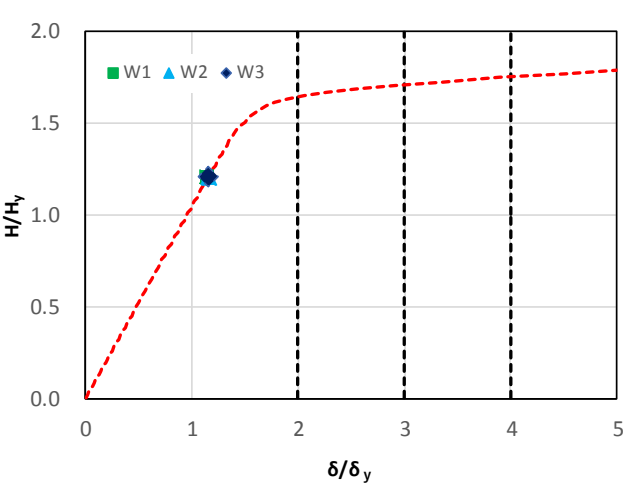
b-1) II種地盤 (H8 モデル)



b-2) II種地盤 (H14 モデル)



c-1) III種地盤 (H8 モデル)



c-2) III種地盤 (H14 モデル)

図-13 損傷レベルによる判定

5. 結論

本研究では、1974年(昭和49年)に竣工し、1996年(平成8年)の道路橋示方書の基準を満たすように耐震補強された鋼製橋脚および2002年(平成14年)の道路橋示方書の基準により設計された鋼製橋脚を対象とし、複数回連続で地震が発生することを想定して動的解析を行い鋼製橋脚の耐震性能の評価を行った結論を以下に示す。

- 1) 現行の基準によって設計された鋼製橋脚 H14 モデルは、残留変位および損傷レベルによる検討の結果どちらも、複数回連続で地震を受けた場合においても十分な耐震性能があることを確認した。
- 2) 耐震補強された鋼製橋脚 H8 モデルは、現行の基準を満たしている。しかし、複数回連続で地震を受けた場合においては耐震性能に余裕度が無く危険な状態といえる。
- 3) II種地盤・III種地盤においては、今回の解析の結果では許容値を越えるケースは、見られなかった。

今後の課題として、複数回連続で地震を受けた場合による耐震性能の検討において、本研究では、地盤種の違いを、上部工重量の変更のみで行っている。そのため、基部の座屈の発生などに、影響があると考えられるため、板厚など細かいパラメータを意識してモデル化を行い、解析を行って行く必要があると考える。

耐震補強された鋼製橋脚は、1回目の強い地震に対しては、十分な耐震性能を有している。しかし、複数回連続で地震を受けた場合においては耐震性能に余裕度が無く危険な状態であるため、地震後の早期復旧が必要となってくる。そのためにも、鋼製橋脚の損傷状況の早期点検方法の確立が今後必要となるといえる。

参考文献

- 1) 宇佐美勉：鋼平面ラメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A，pp.79-88，1990.3.
- 2) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.
- 3) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱型断面圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，

- pp.105-117，1992.3.
- 4) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動に及ぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993.3.
- 5) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69-82，1995.10.
- 6) 松村政秀，北田俊行，澤登善誠，中原嘉郎：無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.35-44，2001.3.
- 7) M Suzuki, H Omatsu, A Imanaka, T Aoki : Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake , International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESMENT , MONITORING AND IMPROVEMENT , pp.291-298 , December 2005.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12
- 9) 東海構造研究グループ：「中部地方の橋をどう守るかを考えるシンポジウム」講演概要，2016.8
- 10) 尾松大道，鈴木森晶，青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の補修後の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，pp.445-453，2006.3.
- 11) 太田樹，鈴木森晶，嶋口儀之：異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.69，No.2(応用力学論文集 Vol.16)，I_381-390，2013.9.
- 12) 嶋口儀之，鈴木森晶，澤田敏幸，田端宜昌：耐震補強された矩形断面鋼製橋脚の地震後の被災度判定に係る基礎データ収集のための実験的研究，2015.6.23.
- 13) 嶋口儀之：地震により被災した鋼製橋脚の早期復旧のための修復方法に関する研究，愛知工業大学博士論文，2015.9.
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 15) ABAQUS/Analysis User's Manual : Ver6.14, SIMULIA, 2014
- 16) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.

(受理 平成29年3月10日)